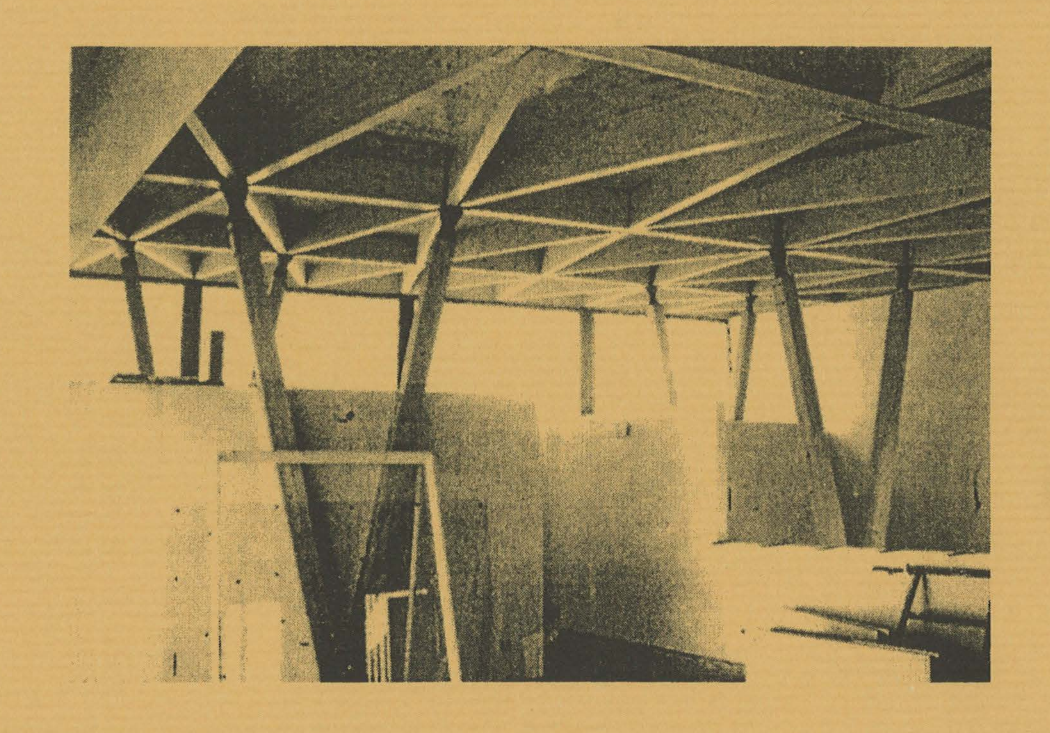
ESTRUCTURAS DE MADERA: UNA LECTURA PRÁCTICA DE LA NORMATIVA

(I)

FLEXIÓN SIMPLE

por

José Luis Fernández Cabo



CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-50-03

ESTRUCTURAS DE MADERA: UNA LECTURA PRÁCTICA DE LA NORMATIVA

(I)

FLEXIÓN SIMPLE

por

JOSÉ LUIS FERNÁNDEZ CABO

CUADERNOS
DEL INSTITUTO
JUAN DE HERRERA
DE LA *ESCUELA DE*
ARQUITECTURA
DE MADRID

1-50-03

C U A D E R N O S
D E L   I N S T I T U T O
J U A N   D E   H E R R E R A

0 VARIOS
1 ESTRUCTURAS
2 CONSTRUCCIÓN
3 FÍSICA Y MATEMÁTICAS
4 TEORÍA
5 GEOMETRÍA Y DIBUJO
6 PROYECTOS
7 URBANISMO
8 RESTAURACIÓN

NUMERACIÓN

1 Área
50 Autor
03 Ordinal de cuaderno (del autor)

IMAGEN DE LA PORTADA:

ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA PIEZA DE RECEPCION DEL CENTRO ESPECIAL DE EMPLEO ASPANIAS. MORALES DELVINO, ZAMORA. 1993.

AUTORES:

ARQUITECTOS AUTORES DEL PROYECTO:
JOSÉ MARÍA LAPUERA MONTOYA & CARLOS ASENSIO GALVIN.
Profesores de Proyectos de la ETS de Arquitectura de Madrid.

ESTRUCTURA:
JOSÉ L. FERNÁNDEZ CABO, con la colaboración de MIGUEL C. FERNÁNDEZ CABO.
Profesores de Estructuras y Construcción, respectivamente, de la ETS de Arquitectura de Madrid.

Estructuras de madera: Una lectura práctica de la normativa (I)
Flexión simple

Instituto Juan de Herrera.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Gestión y portada: Nadezhda Vasileva Nicheva
CUADERNO 230.01 / 1-50-03
ISBN-13 (obra completa): 978-84-9728-225-3
ISBN-10 (obra completa): 84-9728-225-6
ISBN-13: 978-84-9728-226-0
ISBN-10: 84-9728-226-4
Depósito Legal: M-49820-2006

INDICE

1 INTRODUCCIÓN

El **Código Técnico de la Edificación** (CTE) ha supuesto la renovación de una buena parte de la normativa existente de nuestro ámbito. El documento **SE-M (Seguridad Estructural: Madera)** supone la primera norma sobre madera de uso estructural. Dejando a parte el cómo es posible que España no tuviese normativa sobre este material (a pesar de tener un patrimonio histórico con estructuras de madera muy importante), la cuestión crucial es que la aparición de esta norma trae consigo al menos dos consecuencias importantes:

a) por una parte, por fin se le reconoce oficialmente a la madera algo que es obvio desde hace milenios, y es su calidad de material estructural para edificación al mismo nivel que el acero, el hormigón y las fábricas.

b) por otra parte, y dado que el sector de la construcción española no usa este material más que en un muy pequeño porcentaje, la aparición de esta normativa, sin duda compleja en su manejo, implica una fuerte y urgente necesidad de formación de los técnicos.

Es decir, se nos abren nuevas posibilidades pero se nos exige un trabajo nada desdeñable de aprendizaje. El primer borrador de este texto se escribió como apoyo a un curso sobre "Cálculo de Estructuras de Madera: Carpintería Tradicional" impartido el 1 y 2 se Septiembre de 2006 dentro del **Aula de Renovación Urbana y Rehabilitación 2006** promovida por el **Concello de Santiago de Compostela.** La experiencia en este y otros cursos similares ha corroborado el enfoque práctico que se propone.

El SE-M es básicamente el Eurocódigo 5 (EC-5)(UNE ENV 1995-1-1), y tanto las bases de cálculo del CTE como el estudio en caso de incendio corresponden también a lo recogido en otros Eurocódigos. Los Eurocódigos no son normativa de uso obligatorio aunque sí está homologada como tal en el ámbito de la Unión Europea (UE).

La decisión de que nuestra normativa de madera fuese básicamente el Eurocódigo era inevitable. La UE tiende a unificar criterios en todos los ámbitos. Pero es que además, nuestro sector forestal y su entorno no tienen una entidad suficiente (comparativamente hablando con otros países centroeuropeos y del norte Europa) como para plantearse el desarrollar una normativa propia al margen del EC-5.

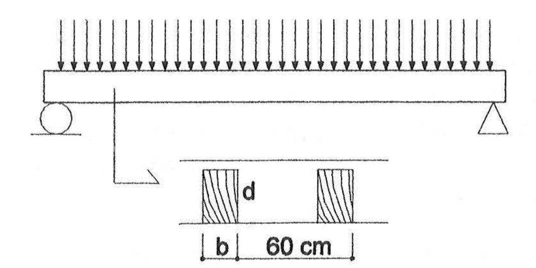
A cambio hemos de pagar un precio; y es que nos hemos de sumergir en una normativa excesivamente dirigida al especialista y por tanto de nada fácil manejo para el arquitecto generalista o el arquitecto proyectista. Además, se trata de una norma que, como las de otros materiales, no pretende ser pedagógica.

Se usará también la versión actual del Documento de Aplicación para madera (DA-V/Madera) que sobre dicha norma ha promovido el Consejo Superior de Arquitectos de España (CSAE), y del que el autor es principal ponente. La intención de los DA-V/Madera es simplificar las normas originales al máximo posible, tanto en nomenclatura como en aplicación. La idea primaria es que se pueda usar especialmente en vivienda, pero afortunadamente la cualidad estructural no está asociada a un uso y prácticamente todo el DA-V/Madera será aplicable a otros tipos estructurales.

Los DA-V/Madera suponen una enorme simplificación, y eso requiere imponer limitaciones tanto al ámbito de aplicación como al manejo, ahora implícito, de ciertos coeficientes. Para las estructuras simples de edificación, la mayoría, el manejo del DA-V/Madera es más que suficiente, lo cual fomentará el uso de la madera por los no especialistas (la mayoría). El manejo simultáneo del SE-M y de su DA-V/Madera permite entender, para los especialistas o los más inquietos, qué se pierde en ese salto.

La aparición de una primera normativa de madera estructural en España debería fomentar su empleo. La madera no se "trabaja" como el acero o el hormigón, tiene otras reglas de juego; pero su manejo está al alcance de cualquier arquitecto.

2 FLEXIÓN: COMPROBACIONES GENERALES SEGÚN EL CTE



Este sencillo caso, la viga biapoyada, representa un alto porcentaje de los problemas reales. Merece por ello la pena estudiarlo con detalle.

Si a usted no le interesa conocer los entresijos del SE-M porque sólo tiene que resolver un forjado o una pequeña estructura pase directamente a apartado 2) en el que se usará el DA-Vivienda, mucho más simple.

Consideraremos en primer lugar una luz de **5m**, con ancho de carga de **60cm**, y dos casos:

> **Caso A)** de una vigueta de piso de vivienda
> **Caso B)** de una cubierta ligera no transitable accesible sólo privadamente.

Comenzaremos viendo ambos casos para manejar los distintos parámetros pero luego ya nos quedaremos sólo con el caso A).

Se diseñará para una madera aserrada del tipo **C-18**. La luz es ya importante para madera aserrada y las escuadrías existentes más habituales. El problema de la flexión en madera es la rigidez. La luz elegida y la diferencia entre ambos casos permitirán ver la importancia de las flechas diferidas en función del ambiente y de la relación concarga/carga total

Comentaremos algo al final sobre el predimensionado, pero de momento supondremos las siguientes secciones.

Caso A), ancho=b=18cm y canto=d=25cm

Caso B), ancho=b=15cm y canto=d=20cm

Como se puede ver en la siguiente tabla, el uso de una madera de clase resistente C-18 (la –C- hace referencia a *conífera*, del inglés *Coniferous*, y el 18 es el valor de la resistencia característica a flexión, $f_{m,k}$, en N/mm^2), equivale al uso de una clase ME-2 (Madera Estructural de segunda) según la norma UNE 56.544. Las cuatro especies de coníferas contempladas en dicha norma tienen la misma equivalencia, y además el salto económico de la ME-1 frente a la ME-2 hace que no suela ser rentable usar una madera mejor.

En madera, como se ha dicho, la rigidez es el principal problema. Al trabajar con escuadrías rectangulares y no con dobles T, si se mejora la calidad de la madera se reduce el canto mínimo a resistencia y se incrementa las tensiones de servicio; todo lo cual agrava el problema de la rigidez.

Es decir, la elección de la clase resistente C-18 es habitual y más que razonable.

SE-M. Tabla C.1. Asignación de clase resistente para diferentes especies arbóreas y procedencias según normas de clasificación.

Norma	Especie (Procedencia)	Clase resistente									
		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	D35	D40
UNE 56.544	Pino silvestre (España)	-	-	ME-2	-	-	ME-1	-	-	-	-
	Pino pinaster (España)	-	-	ME-2	-	ME-1	-	-	-	-	-
	Pino insignis (España)	-	-	ME-2	-	ME-1	-	-	-	-	-
	Pino laricio (España)	-	-	ME-2	-	-	-	ME-1	-	-	-

En la siguiente tabla podemos ver la resistencia de cada tipo de conífera en relación con diversos parámetros. La madera es un material básicamente ortótropo y además sensible al sentido del esfuerzo de modo que, para definir su clase resistente, son necesarios más parámetros que con hormigón o acero.

El convenio en resistencia es que el primer subíndice hacer referencia al tipo de esfuerzo (m=flexión, c=compresión, t=tracción y v=cortante). Si existen tres subíndices, el segundo indica el ángulo entre el esfuerzo y la dirección de la fibra. El último subíndice puede ser k (valor característico 5% percentil) ó m (valor medio).

En rigidez aparece el segundo y tercer subíndice y en densidad sólo el tercero.

El uso de valores medios y característicos tiene sentido debido a la gran heterogeneidad del material. El criterio, salvo otra indicación expresa, es que para Estado Límite Último (ELU) se usan los valores característicos y el Estado Límite de Servicio (ELS) los medios.

SE-M. Tabla E.1 Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo. Valores de las propiedades asociadas a cada Clase Resistente

Propiedades		**Clase resistente**											
		C14	**C16**	**C18**	**C20**	**C22**	**C24**	**C27**	**C30**	**C35**	**C40**	**C45**	**C50**
Resistencia (característica) en N/mm²													
- Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
- Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
- Tracción perpendicular.	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
- Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
-Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
- Cortante	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
Rigidez, en kN/mm²													
- Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11	12	12	13	14	15	16
- Módulo de elasticidad paralelo 5°-percentíl	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,40	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
- Módulo transversal medio	G_{medio}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,75	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad, en kg/m³													
- Densidad característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
- Densidad media	ρ_{medio}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Todo este despliegue de datos puede asustar en un principio, pero afortunadamente la aparición de valores no usuales tiene que ver fundamentalmente con comprobaciones de detalle de modo que su manejo no es difícil.

La clase resistente no deja de ser un concepto arbitrario en el que se ha de encajar pieza a pieza. La clasificación de las piezas se extrapola, según normativa, en función de sólo tres parámetros: (f_m), (E)

y (ρ_k). La extrapolación tiene su base en la supuesta correlación existente; correlación con base sobre todo a las comprobaciones generales en flexión.

La gran heterogeneidad del material es algo completamente ajeno al hormigón o al acero. El modo de clasificar a partir de sólo tres parámetros supone en general minusvalorar algunas de las características resistentes. No obstante, es un modo sencillo de atacar el problema.

En rehabilitación, esos pequeños matices sí pueden ser merecedores de un análisis más detallado debido a que la asignación de la clase resistente constituye la sustitución o no de las piezas existentes. En obra nueva, afortunadamente, ese gran "cajón de sastre" es algo razonable por ser simple.

Para seguir avanzando es necesarios suministrar más datos de partida.
Suponemos que una situación geográfica donde la nieve es una carga de corta duración. El SE-M establece la duración de la carga para los distintos tipos de duración de la carga (véase la siguiente tabla).

Tabla 2.2 Clases de duración de las acciones

Clase de duración	Duración aproximada acumulada de la acción en valor característico	Acción
Permanente	más de 10 años	Permanente, peso propio
Larga	de 6 meses a 10 años	Apeos o estructuras provisionales no itinerantes
Media	de una semana a 6 meses	sobrecarga de uso; nieve en localidades de >1000 m
Corta	menos de una semana	viento; nieve en localidades de < 1000 m
Instantánea	algunos segundos	sismo

Así mismo, se ha definir el "entorno higrotérmico" habitual de la cada pieza.
Es decir, cada pieza (no cada estructura sino cada pieza) debe tener asociada una **Clase de Servicio (CS).** Esto significa definir el rango del equilibrio higroscópico habitual en que se haya esa madera. Si la madera se encuentra en zonas donde su humedad relativa de equilibrio higroscópico es **≤12%** está en CS-**1**; es decir, es el caso de maderas protegidas de intemperie y situadas además en zonas habitadas de poca humedad como las viviendas, oficinas, comercial,.... Cuando el rango de equilibrio habitual está **entre el 12 y el 20%** de humedad relativa la madera está en CS-**2**; es decir, es el caso de maderas protegidas de intemperie pero situadas en zonas de una humedad ya más elevada como el caso de piscinas cubiertas, pistas de hielo,...Para valores de equilibrio usuales **mayores del 20%** la madera está en CS- **3**; es decir, es el caso de maderas a la intemperie, afectadas por salpicaduras, embebidas en muros o elementos que puedan retener humedad,...

Hay que evitar el uso de la madera en CS-3, ya que el riesgo de patologías es mucho mayor; y la merma de resistencia y rigidez es mucho más importante que en CS-1 ó 2.

A este respecto quizás sea útil saber que en España existen armaduras de cubierta del S. XIII (en lo que sería un CS entre 1 y 2), y si no se conservan más antiguas se debe sólo a motivos ajenos a la durabilidad de natural del material (sistemas de iluminación por llama y guerras). Entrar en CS-3 significa depender enteramente del tratamiento químico.

En nuestro ejemplo consideramos una **CS-2**. Esto significa que habrá que hacer un pequeño tratamiento, pero puede ser superficial (en el caso de madera laminada habría que prestar atención al tipo de cola, ya que la cola debe ser apta para dicha CS).

En la siguiente tabla del SE-M se puede ver un esquema general de la relación entre Clase de Riesgo (CR) y tratamiento. La CR es un concepto paralelo al de CS en los primeros tramos: CS1=CR1, CS2=CR2, CS3=CR3. La CR-4 corresponde a piezas anegadas en agua dulce y la CR-5 a piezas anegadas en agua salada.

Tabla 3.2 Elección del tipo de protección

Clase de riesgo	Tipo de protección
1	Ninguna
2	Superficial
3	Media
4 y 5	Profunda

El tipo de protección "media" no es casi viable. En la práctica, la Clase de Riesto 3 implica un tratamiento en profundidad; generalmente a través de un doble vacio o "vac-vac" (el primer vacío para limpiar la madera de material orgánico y la segunda para secarla).

El siguiente paso será analizar las acciones, y hay que recordar que según el CTE la tabiquería es ahora una carga permanente (antes era una sobrecarga).
En cuanto a las sobrecargas de uso, véase la tabla siguiente del CTE-DB-AE.

Tabla 3.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m^2]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 [(1)]
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente [(2)]			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación [(3)]	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 [(4)]	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

- **Estimación de cargas**

Caso/Cargas a combinar	Cargas consideradas	valor	unidades	Clase de duración
A)- Forjados de piso de vivienda pesado (con macizado de senos)				
	forjado	3,2	kN/m^2	
	solado	1	kN/m^2	
	tabiquería	1	kN/m^2	
P_A =total concargas		5,2	kN/m^2	permanente
Q_{1A} = sobrecarga	uso	2	kN/m^2	media
B)- Forjados de ligero de cubierta				
	peso propio del	0,75	kN/m^2	

	forjado			
	solado e impermeabilización	1	kN/m^2	
P_B =concarga		1,75	kN/m^2	permanente
Q_{1B} = sobrecarga	nieve	0,7	kN/m^2	corta
Q_{2B} = sobrecarga	uso	1	kN/m^2	media
Q_{3B} = sobrecarga	uso/mantenimiento	2	kN	media

Las dos cargas de uso obviamente no pueden solaparse. En este caso la carga puntual local es más importante que la uniforme, cosa nada habitual.

Obsérvese que se han separado las cargas por tipo (concargas, nieve, etc.) y además se ha indicado su clasificación respecto a la duración de la carga (permanente, corta duración,...).

Esta es otra de las diferencias importantes cuando se trabaja con madera. La separación entre concargas y sobrecargas es la habitual, ya que los coeficientes de seguridad son distintos. Lo nuevo es introducir la separación añadida por duración de la carga, y ello debido a la gran repercusión de las deformaciones diferidas.

Todo ello tiene que ver, en general, con la influencia del grado de humedad y la duración de la carga tanto en la resistencia como en la rigidez.
La variable "grado de humedad" se controla con la CS. La variable "duración de la carga" con la asignación del tipo de duración: permanente, media, corta y accidental (existe la "larga duración" pero es sólo andamios o estructuras temporales).
La influencia de esos dos factores en la resistencia se introduce a través del factor de minoración de resistencia llamado (k_{mod}); y su influencia en la rigidez a través del factor (k_{def}) que amplificará la flecha instantánea.
La filosofía de los DA ha sido ocultar al usuario todo este tipo de coeficientes. Veremos todo ello paso a paso.

- Paso **de valores característicos (R_k) a valores de cálculo (R_d)** (véase CTE/SE-M-2.2.3) se realiza mediante:

$$R_d = (\frac{k_{\mathrm{mod}}}{\gamma_M}) \cdot R_k$$

(γ_M) es el coeficiente de seguridad del material descrito en la tabla siguiente.

Tabla 2.3 Coeficientes parciales de seguridad para el material, γ_M.

Situaciones persistentes y transitorias:	
- Madera maciza	1,30
- Madera laminada encolada	1,25
- Madera microlaminada, tablero contrachapado, tablero de virutas orientadas	1,20
- Tablero de partículas y tableros de fibras (duros, medios, densidad media, blandos)	1,30
- Uniones	1,30
- Placas clavo	1,25
Situaciones extraordinarias:	1,0

Las diferencias de unos materiales a otros no son muy sensibles. Salvo que se trate de un volumen muy fuerte de material parece razonable unificar el valor a (γ_M)=1,3.

Los valores de (k_{mod}), según el SE-M, y para nuestro caso, son los siguientes.

Tabla 2.4 Valores del factor k_{mod}.

Material	Norma	Clase de servicio	Clase de duración de la carga				
			Permanente	Larga	Media	Corta	Instantánea
Madera maciza		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Madera laminada encolada		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Madera microlaminada		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Y aquí hay algo nada obvio, y es que el **(k_{mod}) es de la combinación de la carga, no de cada carga**, y además **toma el valor de la carga de más corta duración dentro de la combinación**, es decir, el más favorable.

En la tabla anterior vemos que no hay diferencias para el caso de madera maciza, encolada y microlaminada, y que además tampoco la hay entre la CS- 1 y 2. La CS- 3 es claramente desfavorable, aunque las diferencias no son especialmente fuertes. Donde sí se gana mucho por no usar la CS- 3 es en rigidez y, sobre todo, en durabilidad.

Si se mira la tabla completa del SE-M puede verse que los materiales de más calidad estructural son estos tres junto con los tableros de OSB, los tableros contrachapados y los tableros laminados. No obstante, hay que notar que el OSB es, de entre todos, el que más se ve penalizado con notable diferencia (no en vano es el de precio relativo más barato).

El resto de los materiales son claramente de inferiores prestaciones estructurales. Hay algunos que no pueden trabajar en CS-3 (ni siquiera un breve período, cosa que sí puede hacer el OSB/3 y OSB/4); e incluso ni siquiera en CS-2, cosa que parece incompatible con la función estructural.

Por otra parte, y aunque en la fórmula anterior no se declara, en algunas de las resistencias aparece un coeficiente adicional. Así, en la resistencia a flexión (f_m) aparece un nuevo coeficiente (de mayoración en este caso) llamado (k_h) y que beneficia a escuadrías con cantos inferiores 18cm en aserrada y 60cm en laminada. Este tipo de coeficientes se describirán, cuando se proceda, cuando realice la comprobación correspondiente.

- Paso a las **acciones de características a acciones de cálculo**: Coeficientes parciales de seguridad (**gamma**) para estado límite último (ELU) (en ELS son igual a la unidad para cualquier acción desfavorable) (véase CTE/DB-SE)

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación [1]	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

[1] Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

En nuestro ejemplo no se van a realizar comprobaciones de estabilidad sino sólo de resistencia. Puede además verse que el uso de coeficientes de resistencia va a favor de seguridad. Veremos su aplicación enseguida.

- Factores de combinación o simultaneidad ψ (psi) (véase CTE/DB-SE-3.3.2.3)

Este es un factor con origen en el Eurocódigo de acciones. La idea es corregir el valor característico de una acción variable, 5% percentil, para convertirlo en un valor correspondiente a otro percentil más adecuado.
Por ejemplo, una carga de uso de valor característico (Q_k) es adecuada para comprobar el efecto del pico de carga que puede producirse. El efecto a largo plazo de dicha acción no puede seguir considerándose a través del pico de carga (significaría, para la carga de uso, que la ocupación es máxima en todo memento) sino de un valor sensiblemente inferior (técnicamente, un percentil superior al 5%), y en este caso (largo plazo) se usaría el valor denominado –casi permanente- definido por ($\psi_2 \cdot Q_k$).

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas(Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0

En nuestro caso, considerando un uso residencial en ambos forjados, tenemos los siguientes valores:

Acciones	Categoría	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga	Uso residencial (ver nota $_1$)	0,7	0,5	0,3

Nieve (<1000m)		0,5	0,2	0
Viento		0,6	0,5	0

La mejor forma de entender el concepto de "factor de combinación" es ver su aplicación práctica, cosa que haremos de forma inmediata.

- **ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU). COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA (E INESTABILIDAD si fuera el caso) EN SITUACIÓN PERSISTENTE (o sea, normal)**

El coeficiente del material es γ_M=1,3.

Las combinaciones de este estado quedan definidas por el efecto de las siguientes acciones:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

A) FORJADO PESADO

HIP-A-1): Concarga más la única sobrecarga (recordemos que el ancho de carga es de 60cm)

La carga de cálculo será entonces:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{A1,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 5,2 + 1,5 \cdot 2) = 6,01 \quad kN/m$ (no entra el juego el factor de combinación al tener una sola sobrecarga)

En este caso, la sobrecarga, de **media duración**, marca el valor de k_{mod}:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot \frac{1}{\gamma_M} = 18 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot \frac{1}{1,3} = 11,08; \qquad f_{v,d} = f_{v,k} \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{1}{\gamma_M} = 2 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,3} = 1,23$$

Se ha considerado el caso más desfavorable de k_h=1 (factor de altura). Además, la ganancia por este factor, para secciones pequeñas, no es muy grande.

La comprobación a momento es, siendo W el módulo resistente:

$$\sigma_{m,d} \leq (f_{m,d} = 11,08)$$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 6,01 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0,18 \cdot 0,25^2) \cdot 10^{-3} = 10,02 \quad N/mm^2$$

$$(\sigma_{m,d} = 10,02 \ N/mm^2) < (f_{m,d} = 11,08) \rightarrow cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq (f_{v,d} = 1,23 \ N/mm^2)$$

$$1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 6,01 \cdot 5/2/(0,18 \cdot 0,25) \cdot 10^{-3} = 0,5 \quad N/mm^2$$

$$(\tau_d = 0,5) \leq (f_{v,d} = 1,23 \ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

B) FORJADO LIGERO

Este problema tiene el interés de tener dos cargas variables, la nieve y el uso (las dos cargas de uso son, recordemos, alternativas)

HIP-B-1): Concarga más carga de uso repartida como predominante más nieve (ψ_0=0,5)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{B1,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 1,75 + 1,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,7) = 2,63 \quad kN/m$

HIP-B-2): Concarga más carga de nieve como predominante más uso (ψ_0=0,7)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{B2,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 1,75 + 1,5 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 1) = 2,68 \quad kN/m$

y la solicitación de cálculo es:

$$M_{d,B4} = (2,68 \cdot 5^2 / 8) = 8,38 \ kN \cdot m$$

$$T_{d,B4} = 2,68 \cdot 5 / 2 = 6,7 \ kN$$

HIP-B-3): Concarga más sólo carga de uso

La carga de cálculo será entonces:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{B3,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 1,75 + 1,5 \cdot 1) = 2,32 \quad kN/m$

(no entra el juego el factor de combinación al tener una sola sobrecarga)

En el caso de combinar cargas puntuales y continuas se va a obtener directamente el cortante y el momento.

HIP-B-4): Concarga más carga de uso puntual como predominante más nieve (ψ_0=0,5)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{B4,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 1,75 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,7) = 1,73 \quad kN/m$

$M_{d,B4} = \underbrace{(1,73 \cdot 5^2 / 8)}_{continua} + \underbrace{(1,5 \cdot 2 \cdot 5 / 4)}_{puntual} = 9,15 \ kN \cdot m$ (carga puntual en el centro)

$T_{d,B4} = \underbrace{(1,73 \cdot 5 / 2)}_{continua} + \underbrace{(1,5 \cdot 2)}_{puntual} = 7,33 \ kN$ (carga puntual en un extremo)

Esta es la hipótesis más desfavorable para el caso B)

HIP-B-5): Concarga más carga de nieve como predominante más uso puntual (ψ_0=0,7)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$q_{B5,d}$= $0,6 \cdot (1,35 \cdot 1,75 + 1,5 \cdot 0,7) = 2,04 \quad kN/m$

$$M_{d,B4} = \underbrace{(2,04 \cdot 5^2 / 8)}_{continua} + \underbrace{(1,5 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 5 / 4)}_{puntual} = 9 \ kN \cdot m$$

$$T_{d,B4} = \underbrace{(1,73 \cdot 5 / 2)}_{continua} + \underbrace{(1,5 \cdot 2 \cdot 0,7)}_{puntual} = 6,43 \ kN$$

El caso más desfavorable contiene la carga de nieve, de corta duración, por lo que el (k_{mod}) viene ahora condicionado por esa carga de corta duración. Por tanto:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_h \cdot \frac{1}{\gamma_M} = 18 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot \frac{1}{1,3} = 12,46\,;$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{1}{\gamma_M} = 2 \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{1,3} = 1,38$$

El resto ya sería igual que antes

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} \leq (f_{m,d} = 12,46)$$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 9,15 \cdot 6/(0,18 \cdot 0,25^2) \cdot 10^{-3} = 4,88 \quad N/mm^2$$

$$(\sigma_{m,d} = 4,88 \quad N/mm^2) < (f_{m,d} = 12,46) \rightarrow cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d \leq (f_{v,d} = 1,38 \ N/mm^2)$$

$$1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 7,33/(0,18 \cdot 0,25) \cdot 10^{-3} = 0,24 \quad N/mm^2$$

$$(\tau_d = 0,24) \leq (f_{v,d} = 1,38 \ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

Como vemos, la diferencia de los valores de k_{mod} entre corta y media duración, mientras no estemos en CS- 3, es mínima (0,8 frente a 0,9). En el DA-Vivienda está implícito un valor de 0,8.

Por otra parte, el cumplimiento de la resistencia, como ha sucedido en ambos casos, es lo normal si ya se ha cumplido rigidez, el verdadero problema.
Pero es que además, como se verá, la hipótesis que suele limitar la resistencia es la de incendio.

¿Hay comprobaciones de **estabilidad**?

Si se tratara de una gran viga laminada muy esbelta en su sección y que no se estabilizara mediante el plano del forjado durante la construcción se podría contemplar el calculo de la estabilidad al vuelco. El SE-M lo trata, pero en forjados normales de edificación eso nunca es un problema.

Salvo este tipo de cuestiones el problema de la estabilidad se reduce al pandeo de la barra aislada, ya que la estabilidad general se estudia con el método de la longitud equivalente.

El ejercicio realizado de obtener las distintas hipótesis en un caso tan sencillo nos muestra claramente lo farragoso del procedimiento. Es claro que este enfoque estricto sólo es viable se está programado; para cálculos manuales se verá la ventaja de usar el enfoque simplificado del DA-Vivienda.

- **ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS). COMPROBACIÓN DE RIGIDEZ A LARGO PLAZO EN SITUACIÓN PERSISTENTE (o sea, normal)**

La primera cuestión es determinar el límite de la deformación y el tipo de carga asociada a dicha comprobación (característica, frecuente o casi permanente). Este tipo de comprobaciones son cada vez más sofisticadas. Veamos parte del texto (CTE/DB-SE-4.3.3).

4.3.3 Deformaciones

4.3.3.1 Flechas

1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;

b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;

c) 1/300 en el resto de los casos.

2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

La combinación característica es:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

y la casi permanente:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En la descripción de la norma hay diferentes condiciones para una y otra, pero es que además, y como veremos, en el cálculo de la diferida final, estrictamente hablando, se entremezclan. Analicemos los distintos apartados.

La primera limitación depende del sistema de tabiquería. Es claro que con madera es conveniente el uso de tabiquería poco rígida (en la práctica es podría ser un sistema de cartón-yeso). No obstante, hablar de "tabiques ordinarios" no es hoy muy claro, aunque parece sobrentenderse que se trata de tabiques de albañilería. En todo caso, la limitación de 1/400 corresponde a una combinación característica y además sin considerar la fluencia (por eso puede ser la combinación característica). Un valor de 1/400 de tipo instantáneo no va a penalizar más que 1/300 en carga a largo plazo, por lo que esta comprobación se puede obviar.

La siguiente comprobación, relativa al confort de los usuarios, con cargas de corta duración y L/350 de límite puede, por lo mismo que antes, también obviarse.

La tercera limitación es la que suele ser relevante para usos y cargas habituales, y es **la deformación a largo plazo con el límite de 1/300 y en la que se considera la carga casi permanente**. Más adelante matizaremos un poco el hecho de usar de forma literal la carga casi permanente.

En vivienda no ha lugar a comprobar el ELS por vibración (nunca ha existido ese problema, así que no parece que tenga que aparecer ahora).

La limitación ante vibración es trata en (CTE/DB-SE-4.3.4). Recogiendo la parte sustancial:

4 Se admite que una planta de piso susceptible de sufrir vibraciones por efecto rítmico de las personas, es suficientemente rígida, si la frecuencia propia es mayor de:

a) 8 hertzios, en gimnasios y polideportivos;

b) 7 hertzios en salas de fiesta y locales de pública concurrencia sin asientos fijos;

c) 3,4 hertzios en locales de espectáculos con asientos fijos.

Las limitaciones de 7 y 8 hertzios son fortísimas [1] y no hay forjado de madera ofrezca esas prestaciones con un diseño normal como el que estamos comprobando. Las soluciones mixtas de hormigón madera podrían hacerlo.

Por tanto, una vez determinado el límite de deformación admisible, 1/300, y el tipo de carga asociada, la casi permanente, se está en condiciones de comprobar.

Como ya se comentó, el (k_{def}) es el coeficiente que permite corregir la rigidez como consecuencia de la influencia del grado de humedad y de la duración de la carga.

Según el SE-M, para nuestro caso:

Tabla 5.1 Valores de k_{def} para madera y productos derivados de la madera para acciones cuasi-permanentes (en el resto no se considera)

Material	Tipo de producto	Clase de servicio 1	Clase de servicio 2	Clase de servicio 3
Madera maciza		0,60	0,80	2,00
Madera laminada encolada		0,60	0,80	2,00
Madera microlaminada (LVL)		0,60	0,80	2,00

Si el problema es lineal el manejo habitual del coeficiente es del siguiente modo:

$$\delta_{fin} = \delta_{ini} \cdot (1 + k_{def}) \ ;$$

Siendo δ_{fin} la flecha final a largo plazo y δ_{ini} la flecha instantánea o inicial para la carga casi-permanente.

Si se tratara de problemas no lineales (por ejemplo de estabilidad), el procedimiento sería usar como acción también la carga casi-permanente pero introducir el (k_{def}) en el material a través de un módulo de Young ficticio:

$$E_{fic,k} = E_k / (1 + k_{def})$$

La comprobación de rigidez se expande, en teoría, en diversas comprobaciones: la flecha activa, la flecha diferida,... La flecha a controlar en madera es la flecha diferida. En ello influye la historia de carga, y no está claro si se consideraría sólo la flecha activa o la flecha total.

La práctica habitual en la literatura europea ha sido la de tomar la carga casi-permanente con toda la concarga, y un valor admisible relativo de (1/300) en vano (el doble en voladizos). Se va a reducir el problema a esta única comprobación.

Se supondrá además que no hay contraflecha.

La carga casi-permanente se define por:

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Es decir, se usan acciones en servicio (sin mayorar) y el factor de combinación para todas las sobrecargas es ψ_2.

Se va a comprobar sólo el caso del forjado de piso, caso A).

[1] Un hertzio es un ciclo por segundo. Si recordamos la sensación al andar sobre forjados de madera tradicionales es muy posible que se entienda que en absoluto se alcanza por lo general tanta rigidez.

HIP-A-2. Deformación diferida con la carga casi-permanente.

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$q_{A2,d}$= $0,6 \cdot (5,2 + 0,3 \cdot 2) = 3,48 \quad kN/m$

Nótese que el valor casi-permanente, frente al valor característico, se reduce notablemente; el DA-Vivienda recoge esa reducción de forma implícita. El problema de la rigidez hace además que cualquier forjado pesado, y por tanto cualquier forjado de vivienda colectiva, deba ser casi inevitablemente mixto.

En la deformación diferida interviene sobremanera la concarga, y desde luego el tipo de uso ya que hace variar el facto de combinación ψ. Hay que insistir además que para CS- 3, es decir, en intemperie, la flecha a largo plazo se dispara; más cuanto más alta sea la relación concargas/carga total.

El valor de la deformación máxima, δ_{max}, de una viga biapoyada con carga uniforme es:

$\delta_{max} = 5 \cdot p \cdot \ell^4 \cdot (1 + 16 / \lambda^2) / (384 \cdot E_m \cdot I)$

donde:

p es el valor de la carga uniforme
λ es la esbeltez de la viga [(2)], igual al cociente entre la luz, L, y el canto total, h
E_m es el módulo de young (como es ELS se toma el **valor medio**)
I es la inercia de la viga
l es la luz de la viga

$$\delta_{max,ini} = 5 \cdot 3,48 \cdot 5^4 \cdot (1 + 16/(500/25)^2)/(384 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot (0,18 \cdot 0,25^3/12)) \cdot 10^3 = 13,96 \quad mm$$

La deformación final será:

$\delta_{fin} = \delta_{ini} \cdot (1 + k_{def}) = 13,96 \cdot (1 + 0,8) = 25 \, mm$ (es tomar un $E_{m,fin}$=$E_{m,fin}$/ $(1 + k_{def})$)

$$\delta_{fin} / L = 25/5000 = 1/199 \quad > \quad 1/300 \rightarrow NO\ cumple$$

(Se puede calcular directamente la deformación relativa)

La viga está más o menos ajustada a momento, está sobrada a cortante, y falla a deformación. Esta es una situación típica de las vigas de madera (y no sólo de madera).

Para corregir la escuadría basta incrementar la inercia, sin perder módulo resistente, en al menos un factor (300/199).

En lo hecho antes *se ha simplificado el cálculo de la parte correspondiente a la deformación instantánea* de la carga evaluada con la acción. En la deformación instantánea interviene el coeficiente (ψ_o) en lugar del (ψ_2), por lo que a la flecha instantánea es en realidad un poco mayor que la que se ha calculado anteriormente, y habría que añadir el efecto de las siguientes acciones:

---

[2] La expresión de la flecha: (δ_{max} = 5· p ·l4 ·(1 + 16 / λ2) / (384 · Em · I)) se vuelve más familiar si se elimina el término en lambda (que introduce la influencia de deformación por cortante) (δ_{max} = 5· p ·l4 / (384 · Em · I)) lo cual es totalmente aproximado para las esbelteces habituales

$F_{ELS,característica}$ - $F_{ELS,casi-permanente}$ =

$$=\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} - \sum G_{k,j} + \sum_{i>=1} \psi_{2,i} Q_{k,i} = (1-\psi_{2,i}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} - \psi_{2,i}) \cdot Q_{k,i}$$

Es decir, en nuestro caso se trataría de una

$q_{A2,d,ins}$= $0,6 \cdot (5,2+2) - 0,6 \cdot (5,2+0,3 \cdot 2) = 0,6 \cdot 2 \cdot 0,7 = 0,84 \quad kN/m$

que utilizando un la rigidez media, E_m, produce una flecha instantánea de

$13,96 \cdot 0,84 / 3,48 = 3,37 \; mm$

Con lo que la flecha total a largo plazo sería:

$3,37 + 25 = 28,37 \; mm \rightarrow \delta / L = 1/176$

El error cometido es del 13%-> $(1/176)/(1/199) = 1,13$.

Hay que decir que en otros códigos de nuestro entorno a la madera se le llega a admitir deformaciones relativas de hasta 1/200. Esto supone un juego del 50% (3/2=1,5), aunque el argumento no es válido en un lectura estricta de la normativa. El valor de 1/200 no parece nada razonable, sobre todo si existe tabiquería, pero también es claro que se está obviando la historia de carga y con ello cuál es realmente la flecha activa; razón por la que un 13% de error no es relevante y permite simplificar notablemente los cálculos.

HIP-B-6): Concarga más carga de uso repartida más nieve (la carga puntual ahora no tiene sentido porque se trata de una carga local máxima)

$$\sum G_{k,j} + \sum_{i>=1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$q_{B6,d}$= $0,6 \cdot (1,75 + 0,3 \cdot 1 + 0 \cdot 0,7) = 1,23 \quad kN/m$

$$\delta_{\max,ini} = 5 \cdot 1,23 \cdot 5^4 \cdot (1 + 16/(500/25)^2)/(384 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot (0,15 \cdot 0,20^3/12)) \cdot 10^3 = 11,57 \quad mm$$

La deformación final será:

$\delta_{fin} = \delta_{ini} \cdot (1 + k_{def}) = 11,57 \cdot (1 + 0,8) = 20,8 \; mm$ (es tomar un $E_{m,fin}$=$E_{m,fin}/(1+k_{def})$)

$$\delta_{fin} / L = 20,8/5000 = 1/240 \quad > \quad 1/300 \rightarrow NO\ cumple$$

De nuevo el fallo es por deformación excesiva; pero en este caso la mejora de la inercia debe ser sólo de (300/240).

- **ELU. COMPROBACIÓN A RESISTENCIA EN CASO DE INCENDIO. SITUACIÓN ACCIDENTAL**

Lógicamente la primera cuestión es conocer la resistencia a incendio (**RF**) de la estructura (antes EF). Podemos tantear qué pasa en varias situaciones para sacar alguna conclusión más general.

El método de cálculo más simple es de la "Sección Eficaz"(**UNE ENV 1995-1-2**), sin duda el más razonable cuando la pieza tiene más de una cara expuesta al incendio (si sólo hay cara merecería la pena afinar más, ya que los valores reales de carbonización son bastante más bajos que los que ahora veremos).

Se considera que la velocidad de **carbonización (β_0) es constante**. Esto supone una reducción del espesor en cada cara expuesta a incendio, d_{ef}, que **sólo depende del tiempo (t) y no de la temperatura** (aspecto completamente diferencial de la madera). Para evitar el redondeo de aristas, se añade un factor adicional constante que casi siempre vale 7mm

Se tomará según ello una profundidad eficaz de carbonización, d_{ef} (en mm), de valor:

$d_{ef} = \beta_0 \cdot t + k_0 \cdot d_0$;

siendo ($k_0 d_0 = 7mm$) siempre que el tiempo de exposición sea mayor de 20 minutos (es un factor que minora la pérdida de resistencia de la zona perimetral debido a la alta temperatura)

En el DA-Vivienda se resume el resultado de la operación anterior en función del tiempo de exposición, expresando **la pérdida de espesor por cara expuesta en milímetros**:

	R 30	**R 60**	**R 90**
Madera aserrada	31	55	79
Madera laminada y tableros con densidad ≥ 500 kg/m^3	18	49	70
Tableros de densidad entre 350 y 500 kg/m^3	37	67	97

Las uniones habría que estudiarlas también a incendio. Las soluciones tradicionales tienen aquí una fuerte ventaja frente a las que usan acero; y dentro de estas, las mejores son las que menos acero dejan expuesto. Las uniones con placas vistas tienen una resistencia entre RF-15 y RF-30. Para RF-60 lo más conveniente es no dejar nada de acero visto; lo que significa dejar las placas embutidas y tapar las clavijas con tapones de madera u otro sistema equivalente.

Esta situación, al ser accidental, supone ganancias en la evaluación de las acciones. Normalmente se usa la combinación frecuente definida por:

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para entenderlo se puede estudiar primero el caso B), con más de una sobrecarga. Después se desarrollará sólo el caso A), más simple.

HIP-B-7: Concarga más carga de uso uniforme como predominante (ψ_1=0,5) más nieve (ψ_2=0)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\mathbf{q_{B7,d}} = 0,6 \cdot (1 \cdot 1,75 + 1 \cdot 0,5 \cdot 1 + 1 \cdot 0,7 \cdot 0) = 1,35 \quad kN/m$

HIP-B-8: Concarga más carga de nieve como predominante (ψ_1=0,2) más uso uniforme (ψ_2=0,3)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\mathbf{q_{B8,d}} = 0,6 \cdot (1 \cdot 1,75 + 1 \cdot 0,2 \cdot 0,7 + 1 \cdot 1 \cdot 0,3) = 1,314 \quad kN/m$

HIP-B-9: Concarga más sólo carga de uso uniforme (ψ_1=0,5)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\mathbf{q_{B9,d}} = 0,6 \cdot (1 \cdot 1,75 + 1 \cdot 0,5) = 1,35 \quad kN/m$

y la solicitación de cálculo es:

$$M_{d,B9} = (1,35 \cdot 5^2 / 8) = 4,22\ kN \cdot m$$

$$T_{d,B9} = 1,35 \cdot 5 / 2 = 3,375\ kN$$

En el caso de combinar cargas puntuales y continuas, como antes, se va a obtener directamente el cortante y el momento de cálculo.

HIP-B-10): Concarga más carga de uso puntual como predominante (ψ_1=0,5) más nieve (ψ_2=0)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$q_{B9,d}$= $0,6 \cdot (1 \cdot 1,75 + 1 \cdot 0 \cdot 0,7) = 1,05 \quad kN/m$

$$M_{d,B10} = \underbrace{(1,05 \cdot 5^2 / 8)}_{continua} + \underbrace{(1 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 5 / 4)}_{puntual} = 4,53\ kN \cdot m$$ (carga puntual en el centro)

$$T_{d,B10} = \underbrace{(1,05 \cdot 5 / 2)}_{continua} + \underbrace{(1 \cdot 0,5 \cdot 2)}_{puntual} = 3,625\ kN$$ (carga puntual en un extremo)

Esta es la hipótesis más desfavorable para el caso B)

HIP-B-11): Concarga más carga de nieve como predominante (ψ_1=0,2) más uso puntual (ψ_2=0,3)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$q_{B10,d}$= $0,6 \cdot (1 \cdot 1,75 + 1 \cdot 0,2 \cdot 0,7) = 1,134 \quad kN/m$

$$M_{d,B11} = \underbrace{(1,134 \cdot 5^2 / 8)}_{continua} + \underbrace{(1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 5 / 4)}_{puntual} = 4,29\ kN \cdot m$$

$$T_{d,B11} = \underbrace{(1,134 \cdot 5 / 2)}_{continua} + \underbrace{(1 \cdot 2 \cdot 0,3)}_{puntual} = 3,435\ kN$$

La resistencia y la rigidez se consideran superiores por el "secado" de la madera en el incendio. Para ello se pasa del 5% al 20% percentil; lo cual, en la práctica, supone considerar un factor (k_f) superior a la unidad.
Los valores de resistencia y módulo de rigidez serán (prescindimos también, para las tensiones de flexión, del factor de canto k_h).

$$f_{f,d} = k_{\text{mod},f} . k_f \frac{f_k}{\gamma_{M,f}}; \qquad E_{f,d} = k_{\text{mod},f} . k_f \frac{E_k}{\gamma_{M,f}}.$$

$\gamma_{M,f} = 1$; $k_f = 1,25$ (e igual a 1,15 para madera laminada); $k_{mod}=1$.

Por lo que: $f_{f,d} = 1,25 f_k$ y $E_{f,d} = 1,25 E_k$.

El coeficiente del material se toma como $\gamma_M = 1$ por tratarse de una situación accidental.

Los valores de resistencia y rigidez en esta hipótesis son:

$f_{m,d} = 1,25 \cdot 18 = 22,5\ N/mm^2$ $\qquad f_{v,d} = 1,25 \cdot 2 = 2,5\ N/mm^2$

$E_{f,d} = 1,25 \cdot 6 = 7,5\ kN/mm^2$.

Nótese que se ha usado el valor característico y no el medio. La razón recordemos es que el medio sólo se usa en ELS.

Volvamos al *caso A) para hacer la comprobación completa de resistencia*

HIP-A-3. Concarga mas sobrecarga (ψ_1=0,5)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$q_{A3,d}$= $0,6 \cdot (1 \cdot 5,2 + 1 \cdot 0,5 \cdot 2) = 3,72 \quad kN/m$

- COMPROBACIONES PARA **RF-30**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-31*2=**118** y h=250-31=**219** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} \leq (f_{m,d} = 22,5)$$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 3,72 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0,118 \cdot 0,219^2) \cdot 10^{-3} = 12,32 \quad N/mm^2$$

$$(\sigma_{m,d} = 12,32 \quad N/mm^2) < (f_{m,d} = 22,5) \rightarrow cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq (f_{v,d} = 2,5 \ N/mm^2)$$

$$1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L / 2 / (h \cdot b) = 1,5 \cdot 3,72 \cdot 5 / 2 / (0,118 \cdot 0,219) \cdot 10^{-3} = 0,53 \quad N/mm^2$$

$$(\tau_d = 0,42) \leq (f_{v,d} = 2,5 \ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

Es decir, para una RF-30 esta escuadría no se entera. Para ese requisito el lado mínimo debe estar en torno a 10cm.

- COMPROBACIONES PARA **RF-60**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-55*2=**70** y h=250-55=**195** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} \leq (f_{m,d} = 22,5)$$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 3,72 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0,70 \cdot 0,195^2) \cdot 10^{-3} = 26,20 \quad N/mm^2$$

$$(\sigma_{m,d} = 26,20 \quad N/mm^2) > (f_{m,d} = 22,5) \rightarrow NO\ cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq (f_{v,d} = 2,5 \ N/mm^2)$$

$$1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L / 2 / (h \cdot b) = 1,5 \cdot 3,72 \cdot 5 / 2 / (0,70 \cdot 0,195) \cdot 10^{-3} = 1,02 \quad N/mm^2$$

$$(\tau_d = 1,02) \leq (f_{v,d} = 2,5 \ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

En RF-60 no cumple a momento por muy poco. Para ese requisito el lado mínimo debe estar en torno a 20cm.

- COMPROBACIONES PARA **RF-90**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-79*2=**22** y h=250-79=**171** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} \leq (f_{m,d} = 22,5)$$
$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 3,72 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0,22 \cdot 0,171^2) \cdot 10^{-3} = 108,35 \quad N/mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 108,35 \;\; N/mm^2) > (f_{m,d} = 22,5) \rightarrow NO\ cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq (f_{v,d} = 2,5 \;\; N/mm^2)$$
$$1,5 \cdot V_d / (h \cdot b) \leq f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 3,72 \cdot 5/2/(0,22 \cdot 0,171) \cdot 10^{-3} = 3,71 \quad N/mm^2$$
$$(\tau_d = 3,71) > (f_{v,d} = 2,5\ N/mm^2) \rightarrow NO\ cumple$$

En RF-90 ya falla a momento y a cortante, pero sobre todo a momento (cosa frecuente). Para ese requisito hay que tener lados de 25 a 30cm mínimo, o bien tener sólo una cara expuesta (como en los forjados tradicionales).

Nos faltaría comprobar el apoyo, aunque en el caso de una vigueta no va existir ningún problema si dicho apoyo se realiza sin entalles. Si existen entalles sí será importante realizar la comprobación local.

3 FLEXIÓN: COMPROBACIONES GENERALES SEGÚN EL /DA-Vivienda/Madera (DA/V/M).

Como es posible que haya gente que comience directamente por este apartado recordemos brevemente el problema anterior:

Caso **A)** de una vigueta de piso de vivienda; predimensionado: ancho=b=18cm y canto=d=25cm

Caso **B)** de una cubierta ligera no transitable accesible sólo privadamente; predimensionado: ancho=b=15cm y canto=d=20cm

En ambos casos: madera aserrada del tipo **C-18**. y una luz de 5m biapoyada con un intereje de viguetas a 60cm. La estructura está protegida de la intemperie y con una ventilación adecuada por ser un uso de vivienda, por lo que entra dentro del ámbito del DA-Vivienda/Madera.

La evaluación de cargas, considerando las concargas del caso anterior y usando ahora el DA-Vivienda/Seguridad Estructural (DA/V/SE) para la determinación de las sobrecargas, es:

Caso/Cargas a combinar	Cargas consideradas	valor	unidades	Clase de duración
A)- Forjados de piso de vivienda pesado (con macizado de senos)				
P_A =total concargas	Peso propio y tabiquería	5,2	kN/m^2	permanente
Q_{1A} = sobrecarga	uso	2	kN/m^2	media
B)- Forjados de ligero de cubierta				
P_B =concarga		1,75	kN/m^2	permanente
Q_{1B} = sobrecarga	nieve (<1000m)	1	kN/m^2	corta
Q_{2B} = sobrecarga	uso	2	kN/m^2	media

Ya no se considera la carga puntual de 2kN que sólo repercutirá en el tipo de entrevigado.

- **ELU en situación persistente**

Se trata en ambos casos de forjados, por lo que para el estudio de la capacidad portante es posible considerar(DA/V/SE/3.5) el *Caso 1: carga gravitatoria local*. El coeficiente global de las acciones se puede tomar como γ_F=1,4.

El factor de minoración del material según el (DA/V/M/2.3) es de γ_M=1,6.[(3)]

$$f_{m,d} = f_{m,k} / \gamma_M = 18/1,6 = 11,25$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} / \gamma_M = 2/1,6 = 1,25$$

  - Caso A)

$$q_d = 0,6 \cdot (5,2+2) \cdot 1,4 = 6,05\, kN/m$$

---

[3] El ámbito de aplicación del DA/V/M es el de elementos no expuestos y ventilados, lo que equivale en el pero de los casos a la Clase de Servicio 2. En la medida en que intervenga una carga de uso el k_{mod} será de 0,8, por lo que, también en el peor de los casos, el coeficiente global del material no supero el valor (1,3/0,8) ≈1,6.

La comprobación a momento es, siendo W el módulo resistente:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 6{,}05 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0{,}18 \cdot 0{,}25^2) \cdot 10^{-3} = 10{,}08 \quad N / mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 10{,}08 \quad N / mm^2) < (f_{m,d} = 11{,}25) \rightarrow cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot V_d / (h \cdot b) = 1{,}5 \cdot q_d \cdot L / 2 / (h \cdot b) = 1{,}5 \cdot 6{,}05 \cdot 5 / 2 / (0{,}18 \cdot 0{,}25) \cdot 10^{-3} = 0{,}503 \quad N / mm^2$$
$$(\tau_d = 0{,}503) \leq (f_{v,d} = 1{,}25 \, N / mm^2) \rightarrow cumple$$

Los números coinciden casi completamente con lo hecho antes.

- Caso B)

$$q_d = 0{,}6 \cdot (1{,}75 + 1 + 2) \cdot 1{,}4 \cong 4 \, kN / m$$

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2 / 8) \cdot 6 / (b \cdot d^2) = 4 \cdot 5^2 / 8 \cdot 6 / (0{,}15 \cdot 0{,}20^2) \cdot 10^{-3} = 12{,}5 \quad N / mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 12{,}5 \quad N / mm^2) < (f_{m,d} = 11{,}25) \rightarrow No \; cumple$$

En este caso hay diferencias con lo hecho según el CTE ya que se ha aumentado sensiblemente las cargas al pasar de una sobrecarga de 1 a 2 kN/m^2, aunque ello juega a favor de seguridad. La consecuencia en el dimensionado final no va a ser muy grande.

Para elegir una nueva sección bastaría con incrementar el módulo resistente en un valor (12,5/11.25=1,11). Sería suficiente una nueva sección con un nuevo canto, d_2, de valor $(d_2 / 0{,}2)^2 = 1{,}11$ -> $d_2 = 0{,}247$m; es decir, una nueva sección de 15*25cm.

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d = 1{,}5 \cdot V_d / (h \cdot b) = 1{,}5 \cdot q_d \cdot L / 2 / (h \cdot b) = 1{,}5 \cdot 4 \cdot 5 / 2 / (0{,}15 \cdot 0{,}20) \cdot 10^{-3} = 0{,}5 \quad N / mm^2$$
$$(\tau_d = 0{,}5) \leq (f_{v,d} = 1{,}25 \, N / mm^2) \rightarrow cumple$$

- **ELS en situación persistente**

Según DA/V/SE/3.6, para tabiques ordinarios, y considerando la carga anterior sin mayorar, el límite de la deformación relativa es de 1/400 [(4)].

- Caso A)

$$q_d = 0{,}6 \cdot (5{,}2 + 2) \cdot 1 = 4{,}32 \, kN / m$$

---

[4] Como antes se ha dicho, la repercusión de la fluencia se absorbe tanto en la carga considerada, sin la inclusión de ψ_2, como en el límite de la deformación, en donde podría admitirse 1/300.

El valor de la deformación máxima, δ_{max}, prescindiendo de la deformación por cortante, es:

$\delta_{max} = 5 \cdot p \cdot \ell^4 / (384 \cdot E_m \cdot I)$

donde:
p es el valor de la carga uniforme
E_m es el módulo de young (como es ELS se toma el **valor medio**)
I es la inercia de la viga
ℓ es la luz de la viga

$$\delta_{max,} = 5 \cdot 4{,}32 \cdot 5^4 /(384 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot (0{,}18 \cdot 0{,}25^3 /12)) \cdot 10^3 = 16{,}67 \quad mm$$

$$\delta_{max} / L = 16{,}67 / 5000 = 1/199 \quad \approx \quad 1/300 > 1/400 \rightarrow No\,cumple$$

(Recordemos de nuevo que se puede calcular directamente la deformación relativa)

El grado de incumplimiento es de 4/3=1,33; y con el CTE es de 3/2=1,5. En este caso el resultado es menos restrictivo debido a que en este caso A) el la relación sobrecarga/carga total es más baja de lo usual. El error sería del 17%, valor que no debería preocuparnos; y en todo caso siempre es conveniente tener un cierto margen de rigidez.

- Caso B)

$$q_d = 0{,}6 \cdot (1{,}75 + 1 + 2) \cdot 1 \cong 2{,}86\, kN/m$$

$$\delta_{max,} = 5 \cdot 2{,}86 \cdot 5^4 /(384 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot (0{,}15 \cdot 0{,}20^3 /12)) \cdot 10^3 = 25{,}86 \quad mm$$

$$\delta_{max} / L = 25{,}86 / 5000 = 1/193 \quad \approx \quad 1/200 > 1/400 \rightarrow No\,cumple$$

El grado de incumplimiento es de 4/2=2; y con el CTE es de 3/2,4=1,25. En este caso el resultado está muy del lado de la seguridad; y ello debido a que, a diferencia del caso anterior, la relación sobrecarga/carga total alta ya que además la carga de nieve no interviene en el largo plazo

- **ELU con incendio (situación accidental)**

El DA/V contempla, en primer lugar, la hipótesis conservadora γ_F=1 (DA/V/SE/3.5.5), aunque abre la posibilidad a la consideración de valores inferiores a la unidad, cosa más que razonable debido a que en caso de incendio se reducen las sobrecargas. Para el ejemplo, y con carácter conservador, se tomará γ_F=1.

El factor de minoración del material según el (DA/V/M/2.3) es de γ_M=1. El EC-5 contempla la mejora de la resistencia del material debido a la reducción del grado de humedad, como ya vimos. Eso supone una ganancia del 15 al 25%, factor que ahora, también con carácter conservador, no se considera.

$$f_{m,d} = f_{m,k} / \gamma_M = 18/1 = 18$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} / \gamma_M = 2/1 = 2$$

Recordemos así mismo que DA/V/M/2.4 recoge la pérdida de espesor en milímetros en función del tiempo de exposición al incendio:

	R 30	**R 60**	**R 90**
Madera aserrada	31	55	79
Madera laminada y tableros con densidad ≥ 500 kg/m³	18	49	70
Tableros de densidad entre 350 y 500 kg/m³	37	67	97

- Caso A)

$q_d = 0,6 \cdot (5,2+2) \cdot 1 = 4,32\ kN/m$

- COMPROBACIONES PARA **RF-30**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-31*2=**118** y h=250-31=**219** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2/8) \cdot 6/(b \cdot d^2) = 4,32 \cdot 5^2/8 \cdot 6/(0,118 \cdot 0,219^2) \cdot 10^{-3} = 14,3 \quad N/mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 14,3\ \ N/mm^2) < (f_{m,d} = 18) \rightarrow cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d = 1,5 \cdot V_d /(h \cdot b) \le f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 3,72 \cdot 5/2/(0,118 \cdot 0,219) \cdot 10^{-3} = 0,62 \quad N/mm^2$$
$$(\tau_d = 0,62) \le (f_{v,d} = 2\ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

De nuevo, para RF-30 no hay mayor repercusión.

- COMPROBACIONES PARA **RF-60**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-55*2=**70** y h=250-55=**195** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2/8) \cdot 6/(b \cdot d^2) = 4,32 \cdot 5^2/8 \cdot 6/(0,70 \cdot 0,195^2) \cdot 10^{-3} = 30,4 \quad N/mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 30,4\ \ N/mm^2) > (f_{m,d} = 18) \rightarrow NO\ cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d = 1,5 \cdot V_d /(h \cdot b) \le f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 4,32 \cdot 5/2/(0,70 \cdot 0,195) \cdot 10^{-3} = 1,18 \quad N/mm^2$$
$$(\tau_d = 1,18) \le (f_{v,d} = 2\ N/mm^2) \rightarrow cumple$$

En RF-60 no cumple a momento como antes, pero con más diferencia. Para ese requisito el lado mínimo, recordemos, debe estar en torno a 20cm.

- COMPROBACIONES PARA **RF-90**

La sección reducida tiene unas dimensiones de (b=180-79*2=**22** y h=250-79=**171** mm).

La comprobación a momento es:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = (q_d \cdot L^2/8) \cdot 6/(b \cdot d^2) = 4,32 \cdot 5^2/8 \cdot 6/(0,22 \cdot 0,171^2) \cdot 10^{-3} = 125,83 \quad N/mm^2$$
$$(\sigma_{m,d} = 125,83\ \ N/mm^2) > (f_{m,d} = 18) \rightarrow NO\ cumple$$

La comprobación a cortante es:

$$\tau_d = 1,5 \cdot V_d /(h \cdot b) \le f_{v,d} \rightarrow 1,5 \cdot q_d \cdot L/2/(h \cdot b) = 1,5 \cdot 4,32 \cdot 5/2/(0,22 \cdot 0,171) \cdot 10^{-3} = 4,3 \quad N/mm^2$$

$$(\tau_d = 4,3) > (f_{v,d} = 2\ N/mm^2) \rightarrow NO\ cumple$$

En RF-90 ya falla a momento y a cortante, pero sobre todo a momento (cosa frecuente). Para ese requisito hay que tener lados de 25 a 30cm mínimo, o bien tener sólo una cara expuesta (como en los forjados tradicionales).

En el caso B) se procedería de la misma manera.

La solución de no reducir los coeficientes de seguridad produce un sobredimensionado, pero si no se trata de una gran estructura no es un sobrecosto excesivo.
Por otra parte, la versión final del DA/V/Madera incluirá un coeficiente más afinado que permitirá estar mucho más cerca del cálculo preciso.

Si comparamos los números hechos en el apartado 1) y 2) es clara la complejidad de aplicación del CTE. En los casos habituales, y haciendo números "a mano", es muy rentable aplicar el DA/V.

- SOLUCIÓN MIXTA PARA **RF-90 CON INCENDIO A UNA CARA**

El DA/V-Madera, a la hora de tratar las mixtas, ofrecerá unas tablas que permiten elegir una solución cumpliendo simultáneamente todos los requisitos en ELU y ELS. Veamos el ejemplo de la tabla en caso de incendio a una cara y RF-90.

Las tablas están hechas para uso de vivienda, y por tanto con ψ_2=0,3. Las tablas no pueden usarse por tanto en uso público o comercial, donde es mayor.

La sobrecarga considerada es de 2 kN/m^2. En la tabla se obtiene la carga permanente que resiste la solución considerando todos los Estados Límite. Se pueden considerar sobrecargas mayores, a favor de seguridad, considerando que el incremento de sobrecarga es una carga permanente.

2 T 8 mm significa que se colocan dos tirafondos por fila y que su diámetro es de 8mm (ya se han comprobado las distancias mínimas que se exigen para el caso). 1 B.e. 10 mm significa una barra o redondo vertical anclado con resina previo taladro en la madera.

La distancia entre conectadores es la misma en los dos cuartos centrales de la viga, y más próxima pero también homogénea en los dos cuartos de luz próximos a los apoyos;12/24/12 cm significa que la distancia entre conectores en los dos cuartos extremos es de 12cm y en los dos cuartos centrales de 24cm.

Como se comentará con más detalle, las estructuras mixtas de madera hormigón van a aparecer en vivienda colectiva y uso comercial y público debido al requisito acústico. En centro Europa son frecuentes estas soluciones, incluso con forjados de madera llamada "masiva" (una vigueta junto a la otra). El costo es obviamente superior al de los forjados tradicionales de hormigón, pero de una forma poco relevante para el costo total de la vivienda; y es claro que su poco uso se debe más a razones culturales que económicas.

También se pueden hacer estructuras mixtas madera-madera, pero esta es todavía una solución mucho menos frecuente. El uso de este tipo está cada vez más asociado al empleo de tableros microlaminados como cabeza de compresión; existiendo incluso soluciones prefabricadas.

TABLA DE DISEÑO PARA VIGA BIAPOYADA CON CARGA UNIFORME [5]

Materiales -> **Madera: C-18** **Hormigón: HA-25**

Carga permanente (kN/m2) resistida adicional a sobrecarga de uso de 2 kN/m2

Escuadría Ancho x Canto (cm)	s=intereje (cm) e=capa de compresión (cm)	Conexión	RF a 1 cara (minutos)	LUZ (m) 3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
10 x 14	s = 40 e = 5	2 T 8 mm 12/24/12 cm	60	4,1							
	s = 30 e = 5	2 T 8 mm 10/20/10 cm			3,8						
12 x 17	s = 45 e = 5	2 T 8 mm 12/25/12 cm	90		4,9						
	s = 40 e = 5	2 T 8 mm 10/20/10 cm				3,7					
	s = 30 e = 5	2 T 8 mm 10/20/10 cm					3,4				
14 x 20	s = 50 e = 5	1 B.e. 10 mm 15/25/15	90			4,4					
	s = 40 e = 5	1 B.e. 10 mm 12/25/12 cm					4,2				
	s = 40 e = 6	2 T 10 mm 12/24/12 cm						4,1			
15 x 24	s = 55 e = 6	1 B.e. 12 mm 12/24/12 cm	90					4,9			
	s = 50 e = 6	2 T 10 mm 15/30/15 cm							4,1		
	s = 40 e = 6	2 T 12 mm 15/30/15 cm								4,1	
19 x 27	s = 70 e = 7	2 T 12 mm 15/30/15 cm	90						6,0		
	s = 65 e = 8	2 T 12 mm 15/30/15 cm								5,5	
	s = 60 e = 8	2 T 12 mm 12/25/12 cm									4,9

[5] Para la realización de estas tablas de mixtas se ha contado con la colaboración de Jorge Fernández Lavandera, Ingeniero Agrónomo y doctorando de la UPM que desarrolla su tesis doctoral en el ámbito de mixtas.

4 LA COMPROBACIÓN DEL APOYO PARA LA VIGA

Si la viga en cuestión, como en este caso, es una vigueta de un forjado, es claro que la comprobación del apoyo es innecesaria; cosa que por otra parte indicaría el sentido común.

No obstante, cuando se trate de una viga con una reacción ya importante, o cuando se intenta hacer pasante una viga entre dos soportes, la cosa es diametralmente opuesta.

En este capítulo sólo se manejará el DA/V-Madera.

La comprobación de resistencia a compresión perpendicular a la fibra, para un esfuerzo de compresión uniforme, se puede expresar como:

$$N_d \ / \ (b \cdot \ell_{eq}) \leq f_{c\,90\,d}$$

donde:

N_d	es el valor de cálculo de la fuerza puntual o reacción en el área a comprobar (cuando hay juntas el esfuerzo se repartirá en proporción a cada área de contacto)
b	es el ancho del área de contacto sobre la viga;
$f_{c\,90\,d}$	es la resistencia de cálculo a compresión perpendicular a la fibra;
ℓ_{eq}	es la longitud equivalente definida en la tabla adjunta.

La introducción de -ℓ_{eq}- se debe a que, en esta comprobación, se puede en ocasiones superar la resistencia -$f_{c\,90\,d}$-. En el SE-M y el EC-5 ese factor se maneja de otra forma, mayorando la resistencia por un factor denominado $k_{c,90}$-, usando por ello una -ℓ- real y no la equivalente.

El motivo para permitir superar el valor de -$f_{c\,90\,d}$- es que hay casos en los que si se supera ese valor se aplasta la madera pero no hay un colapso real sino –nominal- (en función del límite de deformación que queramos imponer).

Veamos la figura y tabla mostrada en el DA/V-Madera. La formulación del SE-M/EC-5 se ha reconvertido a una tabla dimensional; de uso limitado pero muy simple.

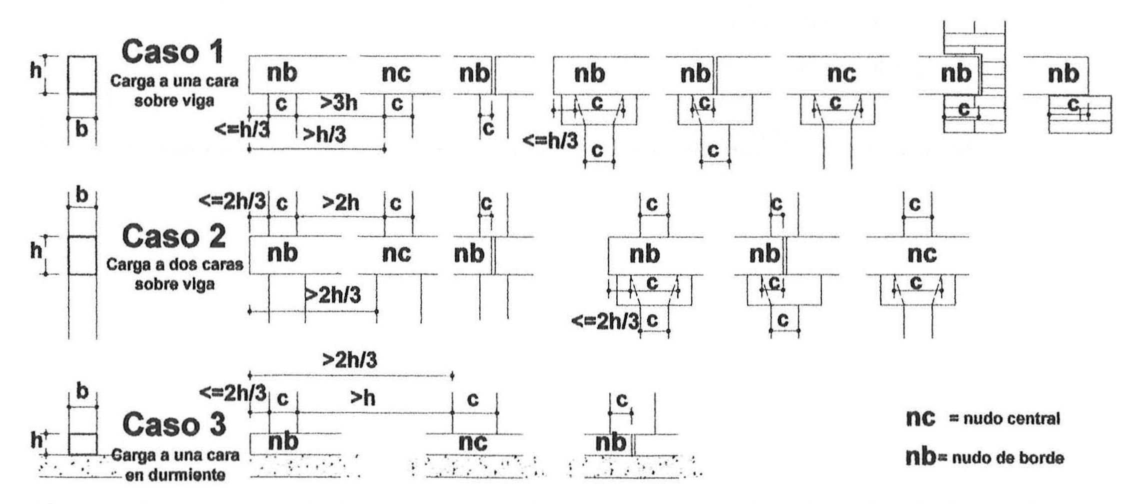


Figura 4.1. Fuerzas locales transversales a vigas y durmientes (zapatas y durmientes tendrán una relación h<2,5b, las líneas auxiliares para el cálculo de c en zapatas tienen una pendiente 1:3)

Tabla. Valores de l_{eq} (= c· $k_{c\,90}$)

Caso Fig. xx	Altura h (m)	Soporte de borde, ancho c (m) 0,038	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	Soporte interior, ancho c (m) 0,038	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
1	0,1	0,10	0,13	0,21	0,28	0,33	0,36	0,36	0,12	0,15	0,23	0,30	0,34	0,37	0,37
	0,2	0,12	0,15	0,23	0,30	0,34	0,37	0,37	0,15	0,18	0,26	0,33	0,37	0,39	0,39
	0,3	0,14	0,16	0,25	0,31	0,36	0,38	0,38	0,15	0,20	0,30	0,36	0,40	0,41	0,41
	≥0,4	0,15	0,18	0,26	0,33	0,37	0,39	0,39	0,15	0,20	0,33	0,39	0,42	0,44	0,43
2 Con h<2,5b	0,1	0,09	0,11	0,20	0,27	0,32	0,35	0,35	0,08	0,10	0,16	0,21	0,24	0,26	0,26
	0,2	0,09	0,11	0,20	0,27	0,32	0,35	0,35	0,10	0,12	0,18	0,23	0,26	0,27	0,28
	0,3	0,09	0,11	0,20	0,27	0,32	0,35	0,35	0.11	0,13	0,20	0,24	0,27	0,29	0,29
	≥0,4	0,09	0,11	0,20	0,27	0,32	0,35	0,35	0,13	0,15	0,21	0,26	0,29	0,30	0,30
2 Con h≥2,5b	0,1	0,05	0,07	0,12	0,18	0,23	0,29	0,35	0,07	0,08	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40
	0,2	0,07	0,08	0,13	0,18	0,23	0,29	0,35	0,10	0,12	0,17	0,22	0,27	0,33	0,40
	0,3	0,08	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,11	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
	≥0,4	0,08	0,10	0,17	0,22	0,27	0,32	0,37	0,11	0,15	0,23	0,28	0,33	0,38	0,43
3	0,1	0,12	0,14	0,23	0,30	0,34	0,37	0,37	0,14	0,17	0,26	0,32	0,36	0,39	0,39
	0,2	0,14	0,17	0,26	0,32	0,36	0,39	0,39	0,15	0,20	0,30	0,37	0,41	0,43	0,43
	0,3	0,15	0,19	0,28	0,34	0,39	0,41	0,41	0,15	0,20	0,34	0,41	0,45	0,46	0,46
	≥0,4	0,15	0,20	0,30	0,37	0,41	0,43	0,43	0,15	0,20	0,38	0,45	0,48	0,50	0,49

Cuando el esfuerzo forme un ángulo (α) con la dirección de la fibra $l_{eq,\alpha}=1+(l_{eq}-1)\cdot\sin\alpha$

- **ELU en situación persistente (normal)**

Se tomará, como antes, $\gamma_F=1,4$ y $\gamma_M=1,6$. Por tanto, la resistencia de cálculo es:

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,d} / \gamma_M = 2,2/1,6 = 1,375$$

Las comprobaciones para el caso A y B se harán suponiendo que la entrega es de al menos medio canto, algo razonable para este tipo de cantos.

- Caso A)

$$q_d = 0,6\cdot(5,2+2)\cdot 1,4 = 6,05\ kN/m$$
$$N_d = q_d \cdot L/2 = 6,05\cdot 5/2 = 15,125 \quad kN$$

Según el criterio antes expuesto, la entrega es c = 0,25/2 = 0,125 m; y por tanto la comprobación, interpolando la longitud equivalente de la tabla anterior, es:

$$N_d/(b\cdot l_{eq}) \le f_{c,90,d} \quad \rightarrow 15,125\cdot 10^3/(180\cdot 270) = 0,308 < 1,375 \rightarrow Cumple$$

- Caso B)

$$q_d = 0,6\cdot(1,75+1+2)\cdot 1,4 \cong 4\ kN/m$$
$$N_d = q_d\cdot L/2 = 4\cdot 5/2 = 10 \quad kN$$

La entrega es c = 0,20/2 = 0,1 m; y por tanto la comprobación, interpolando de nuevo la longitud equivalente de la tabla anterior, es:

$$N_d / (b \cdot l_{eq}) \leq f_{c,90,d} \quad \rightarrow 10 \cdot 10^3 / (150 \cdot 230) = 0,29 < 1,375 \rightarrow Cumple$$

Aun sin afinar el cálculo de la longitud equivalente, es claro que para una vigueta no habrá problemas a menos que no se haga una entrega habitual.

Si existen entalles el problema es más delicado. En esta versión no se hará este tipo de comprobación, pero como regla podemos indicar que hacer un entalle de más de la mitad del canto no es posible, y que si se supera el cuarto del canto la penalización es ya muy fuerte.

- **ELU en caso de incendio (situación accidental)**

La unión debe resistir también el incendio.

Se puede comprobar, en la conservadora hipótesis antes usada, con $\gamma_F=1$; $\gamma_M=1$. La sección reducida se calcula de igual modo; aunque en primer lugar habría que saber qué partes están expuestas. Dado que el sistema ya ha sido antes manejado, y que en el caso de uniones tradicionales no suele haber problema alguno, no se desarrollará este caso.

Hay que pensar que los problemas son importantes cuando existen uniones a través de placas metálicas y/o clavijas.

La regla es que si las placas son finas y quedan expuestas difícilmente se llega siguiera al RF-30. Con RF-30, si la placa de acero está embutida no debería haber problema en que se vea su arista y los extremos de las clavijas. Para RF-60 es inevitable proteger totalmente cualquier pieza metálica. Para RF-90 la protección de las piezas metálicas se muy importante y ha de revisarse el diseño para ver si es viable el uso de uniones tradicionales, sin duda las más aptas ante el incendio.

5 DISEÑO A FLEXIÓN: CONCLUSIONES

El desarrollo del ejemplo ha sido prolijo en comentarios adicionales, y el motivo, como ya se ha dicho, es precisamente ir mucho más allá del análisis del caso concreto. Merece la pena insistir en aspectos que podrían denominarse –invariantes- para al menos un gran número de casos, precisamente los habituales.

a) **RIGIDEZ**. La comprobación limitante en situación permanente (normal) está asociada a la **deformación total diferida a largo plazo**. El límite relativo de flecha es de 1/300 y la carga a considerar la casi permanente.

b) **RESISTENCIA**. La comprobación limitante suele ser el **incendio**, especialmente si la resistencia en caso de incendio debe ser mayor de 30 minutos. Por otra parte, cada tiempo de exposición lleva asociado unas escuadrías mínimas. En caso de tres o cuatro caras expuestas, 30 minutos implica una escuadría mínima en cualquier lado de unos 10-12cm; para 60 el mínimo está en torno a 20cm y para 60 minutos en torno a 30cm. Si sólo hay una cara expuesta, como sucede en muchos forjados tradicionales, la limitación sólo afecta al canto y en estos casos es posible alcanzar una resistencia de 90 minutos con diseños convencionales. Superar un tiempo de resistencia de 90 no suele ser compatible, económicamente hablando y para diseños habituales, con el uso de la madera. Para piezas a tres o cuatro caras expuestas al incendio, el límite razonable económicamente es de 60 minutos, y con un requisito de 30 minutos el incendio no tiene por qué tener la menor repercusión económica.

c) **AISLAMIENTO ACÚSTICO.** El CTE no incorpora de momento el requisito acústico, pero lo hará en breve. Con la normativa actual, el forjado para vivienda colectiva o uso público debe tener al menos una masa de unos 200 kg/m^2. La futura normativa seguramente suba esos valores hacia el orden de 300 kg/m^2. Aún con el límite actual, no es razonable conseguir esa masa con madera sino a través de una capa de compresión de hormigón. En el momento en que las concargas son altas el problema de la flecha diferida se agrava; por lo que la solución mixta, conectando las viguetas con la capa de compresión, es casi inevitable (al menos con escuadrías rectangulares). Es decir, el forjado mixto es casi obligado cuando se trata de vivienda colectiva y uso público o comercial.

d) **APOYOS.** La unión es un punto crítico en madera. No obstante, en el caso de la flexión, en las viguetas no existirá problema alguno mientras no se realicen entalles. La viga puede tener ya algún problema si recoge un gran tramo de forjado, pero tampoco es usual. El problema aparece si se pretende apoyar los soportes sobre las vigas; la última planta puede funcionar pero según se va bajando aparece una limitación por resistencia perpendicular a la fibra que nos obliga a modificar ese diseño.

6 PREDIMENSIONADO EN ELU EN SITUACIÓN NORMAL O PERSISTENTE Y ESTIMACIÓN DEL COSTE UNITARIO

En piezas en las que predomina la flexión simple, el parámetro básico de diseño es su esbeltez límite λ_L. La esbeltez límite es la máxima relación luz/canto que puede tener una pieza en la que se fijan las condiciones de contorno, el criterio de dimensionado (sección constante en este caso) y tipo de carga (continua y uniforme en este caso) para que, dimensionada de forma que agote el material, cumpla la condición de rigidez previamente establecida.

Para piezas biapoyadas de sección constante y carga continua y uniforme, se puede determinar λ_L del siguiente modo.

Sea (ζ_{cc}) la relación entre la concarga (G) y la carga total (G+Q) (siendo Q por tanto la sobrecarga)

$$\zeta_{cc} = \frac{G}{(G+Q)}$$

En la carga total sólo se computan las sobrecargas con un ψ_2 no nulo.

La deformación unitaria máxima se define como:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{f_{mk}}{E_m \cdot (1,68 \cdot \zeta_{cc} + 1,87 \cdot (1-\zeta_{cc}))}$$

Recordemos que el valor de f_{mk} es el número que aparece al denominar el material

(C 18 -> $f_{mk}^{\cdot} = 18\ N/mm^2$)

$$\lambda_L = \frac{1}{(112,5 \cdot \varepsilon_{\max} \cdot (\zeta_{cc} + (1-\zeta_{cc}) \cdot \psi_2))}$$

Si los valores de ψ_2 son distintos se asume la hipótesis desfavorable de que todas tienen un valor ψ_2 igual al máximo de dicha hipótesis. Recordemos que en caso de vivienda ψ_2=0,3; y en caso de uso comercial o público ψ_2=0,6.

La ecuación anterior se establece para el un límite relativo de deformación a largo plazo de 1/300, y dentro de clase de Servicio 1 ó 2 (piezas protegidas de la lluvia y bien ventiladas). Para un límite relativo de deformación de valor (1/n) multiplíquese el valor anterior por (300/n); y para en Clase de Servicio 3 (a intemperie o empapadas) divídase por (1,67).

El **proceso de diseño** consistiría en determinar en primer lugar el canto a través de λ_L , calculando después el ancho para conseguir el módulo resistente necesario. Esto permitiría asegurar la resistencia y la rigidez en condiciones normales o persistentes. Para el incendio, en una primera aproximación, sería suficiente cumplir las dimensiones mínimas que se han indicado en el capítulo de conclusiones. En un apartado posterior se trata el predimensionado en caso de incendio.

Dado que puede existir un sobredimensionado, será necesario disponer una esbeltez (λ_i) de valor:

$$\lambda_i = \lambda_L \cdot \frac{W_i}{W_{\min}}$$

siendo:

W_i el módulo resistente del perfil que se va a colocar

W_{min} el módulo resistente mínimo para una carga de valor $(1,35\cdot\zeta_{cc}+1,5\cdot(1-\zeta_{cc}))\cdot(G+Q\cdot\psi_2)$ y usando la resistencia de cálculo. Nótese que este no es el módulo mínimo a resistencia ya que para ello se usa una carga superior; en la versión simplificada de este DA de valor $((G+Q)\cdot 1,4)$.

- Veamos cómo se manejaría este procedimiento en el caso A.

$$\zeta_{cc}=\frac{G}{(G+Q)}=\frac{5,2}{7,2}=0,722 \quad\rightarrow\quad (1-\zeta_{cc})=0,277$$

$$\varepsilon_{max}=\frac{f_{mk}}{E_m\cdot(1,68\cdot\zeta_{cc}+1,87\cdot(1-\zeta_{cc}))}=\frac{18}{9000\cdot(1,68\cdot 0,722+1,87\cdot 0,277)}=1,154\cdot 10^3$$

$$\lambda_L=\frac{1}{(112,5\cdot\varepsilon_{max}\cdot(\zeta_{cc}+(1-\zeta_{cc})\cdot\psi_2))}=\frac{1}{(112,5\cdot 1,154\cdot 10^3\cdot(0,722+,0277\cdot 0,3)}=9,57$$

El módulo resistente mínimo, teniendo en cuenta que la carga a considerar es de $(1,35\cdot\zeta_{cc}+1,5\cdot(1-\zeta_{cc}))\cdot(G+Q\cdot\psi_2)$ y la resistencia de cálculo (f_{mk} /1,6), es:

$$W_{min}=\frac{(1,35\cdot\zeta_{cc}+1,5\cdot(1-\zeta_{cc}))\cdot(G+Q\cdot\psi_2)\cdot 0,6\cdot 5^2.10^6}{8\cdot(18/1,6)}$$

$$W_{min}=\frac{(1,35\cdot 0,722+1,5\cdot 0,277)\cdot(5,2+2\cdot 0,3)\cdot 0,6\cdot 5^2.10^6}{8\cdot(18/1,6)}=1,34\cdot 10^6 \quad mm^3$$

Y el módulo que se está poniendo es:

$$W_i=\frac{b\cdot d^2}{6}=\frac{180\cdot 250^2}{6}=1,875\cdot 10^6\ mm^3$$

Nos hace falta entonces una esbeltez menor o igual que:

$$\lambda_i=\lambda_L\cdot\frac{W_i}{W_{min}}=9,57\cdot\frac{1,875}{1,34}=13,35$$

Pero en la pieza tenemos una esbeltez de (500/25=20); lo que quiere decir que la desviación frente al límite relativo de (1/300) será de (20 / 13,35 = 1,497 ≈ 1,5); y eso es precisamente el resultado que habíamos obtenido anteriormente.

El camino para modificar la sección sin volver a calcular todo es tener en cuenta que el incremento de canto y de modulo resistente favorecen de formal lineal. Es decir, supongamos que se toma una nueva sección de un ancho de 200mm y un canto de 270mm.

La ganancia en módulo resistente será de $(200/180)\cdot(270/250)^2$ = 1,296; y la ganancia por canto de (270/250) = 1,08; en total se gana (1,296·1,08) ≈ 1,4. Todavía no se ha llegado al valor necesario de 1,5 pero se está muy cerca. Para ello, como se puede ver, no es necesario rehacer todos los cálculos. Con el mismo ancho, y un nuevo canto de 275mm, se tiene una ganancia total de 1,57 y por tanto dicha sección ya es válida.

Si no se quiere manejar esas expresiones se sugiere la siguiente tabla menos precisa y construida para el caso de vivienda con ψ_2=0,3; pero que además considera un caso tipo de vigas en continuidad.

	Aserrada			**Laminada**
	C 18	C 24	D 30	GL 24h
Piezas apoyadas	19	15	12	17
Piezas continuas	25	20	16	22

(Multiplíquese por 0,7 si la concarga supone un alto porcentaje)

A partir del la esbeltez finalmente usada, λ, se puede obtener **la repercusión** del material (volumen/superficie) para vigas de sección constante y carga continua y uniforme.

Sea –s- la separación entre las vigas o viguetas, -d- el canto, –b- el ancho y –L- la luz. La repercusión será:

$$\mu = \frac{Volumen\ (m^3)}{Superficie\ (m^2)} = \frac{b \cdot d \cdot L}{s \cdot L}$$

La esbeltez a usar, λ, se obtendrá con el criterio antes descrito. Ahora se impondrá la condición de resistencia al flector:

$$\frac{b \cdot d^2}{k_W} \cdot f_{m,d} = \frac{(G+Q) \cdot s \cdot 1,44 \cdot L^2}{k_M} \quad \rightarrow \quad \frac{b}{s} = \frac{(G+Q) \cdot 1,44}{k_M \cdot f_{m,d}} \cdot \lambda^2$$

k_W es una constantes que depende de la forma de la sección: es igual a 6 en secciones rectangulares, 8 en circulares macizas y aproximadamente 3 en secciones doble T (con las –TJI- norteamericanas).

k_M es una constante que depende de las condiciones de apoyo y contorno; es igual a 8 en sistemas biapoyados y del orden de 10 en vigas continuas; y sustituyendo en la ecuación de - μ -.

$$\mu = \frac{Volumen}{Superficie} = \frac{(G+Q) \cdot k_W \cdot 1,44}{k_M \cdot f_{m,d}} \cdot \lambda \cdot L$$

Recordemos que el valor aproximado de la resistencia de cálculo es: $f_{m,d} = \dfrac{f_{m,k}}{1,6}$.

Es de gran interés observar que los sistemas en continuidad no suponen una ganancia en sí mismos, sino una posibilidad de tener piezas más esbeltas con el mismo consumo de material. También debe observarse que el incremente de luz y de esbeltez intervienen linealmente, aunque ello con la hipótesis de que la esbeltez elegida cumple rigidez. Cuando se va creciendo la luz se va a crecer también la esbeltez, de forma que la variación final suele ser sólo lineal. En madera el problema aparece por la falta de libertad en la elección de los cantos de las piezas; de ahí que en madera enteriza sea muy distinto diseñar con luces de 4 a 7m.

Esta estimación se hará para cada tipo de elemento: vigas y viguetas por separado, que repercute en su área tributaria de carga. Los precios del material por metro cúbico se pueden obtener en cualquier base de datos, y el coste total se puede estimar, en casos normales y de forma aproximada, en al menos tres o cuatro veces el coste del material.

7 PREDIMENSIONADO de SECCIONES POR FUEGO

En aparatados anteriores se ha visto el método estricto y el simplificado para la comprobación de en caso de incendio. En este se van a dar herramientas para ayudar a elegir la sección a flexión simple ante diferentes requisitos.

En caso de incendio sólo ha lugar a comprobaciones en ELU, y no en ELS; y en sección simple eso se suele reducir a la comprobación a flector, en donde el parámetro clave es el módulo resistente, W.

La pregunta clave para todo el desarrollo posterior es: ¿en qué proporción debe reducirse el módulo resistente en caso de fuego? Hablamos de "reducirse" siempre ya que:

a) las acciones son menores. Analicemos la combinación que debe considerarse,

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

La disminución de la carga está en función de los factores ψ_1 y ψ_2, así como de la proporción de sobrecargas y concargas y del número de sobrecargas. ψ_1 oscila entre 0,5 en uso residencial y 0,7 en público o comercial; y ψ_2 oscila, en esos mismos usos, entre 0,3 en uso residencial y 0,6. A pesar del gran abanico de posibilidades, es difícil no tener, en el peor de los casos, una reducción de al menos (3/4).

b) El incremento de resistencia al admitir el 20% percentil en vez del 5% es de al menos k_f = 1,15.

c) Los coeficientes k_{mod}, γ_M y γ_F se reducen a la unidad.

Es decir, la necesidad de módulo resistente disminuye al menos en un valor:

$$\Delta \mathrm{W} = 1{,}15 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{0{,}8} \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}4 \cong 3{,}5$$

Si se usa el método de la sección eficaz, en cada cara expuesta se pierde un grosor $-d_{ef}$- en mm:

$d_{ef} = \beta_0 \cdot t + 7$; con β_0 del orden siempre de 0,8 mm/minuto y el tiempo $-t$- en minutos (30, 60 y 90 como máximo razonable).

A partir de aquí es fácil relacionar las nuevas dimensiones de la sección en función de la disminución previsible de módulo resistente.

- **Fuego a una cara**

Suponemos que la cara expuesta es un ancho, como sucede por ejemplo el los forjados antiguos con relleno en el entrevigado. Llamando –d- al canto sin arder en mm:

$$\Delta \mathrm{W} \cong 3{,}5 = \frac{d^2}{(d - \beta_0 \cdot t - 7)^2}$$

En este caso el ancho no interviene pues no varía.
Dado β_0 y t; en los rangos antes mencionados, sólo existe una incógnita, y por tanto se puede deducir el canto mínimo que requiere la pieza con la hipótesis implícita de dimensionado estric-

to. El matiz es importante; se pueden usar dimensiones distintas, pero ello supondrá sobredimensionados en ocasiones totalmente inadmisibles; e incluso valores inviables.

- **Fuego a tres caras**

Se trata normalmente de vigas en las que la capa de compresión del forjado protege la cara superior. Llamando –d- al canto en mm y –b- al ancho en mm, siempre de la pieza sin arder:

$$\Delta W \cong 3,5 = \frac{b \cdot d^2}{(b - 2 \cdot \beta_0 \cdot t - 14) \cdot (d - \beta_0 \cdot t - 7)^2}$$

Ahora tenemos una ecuación pero dos incógnitas, el ancho y el canto. Se puede añadir una ecuación muy razonable: la proporción de diseño entre canto y ancho en la pieza original; y con ello se tiene de nuevo una sola incógnita y por tanto una herramienta para predecir el canto y el ancho mínimo.

- **Fuego a cuatro caras**

Con igual nomenclatura, en el caso de los pilares, casi siempre a cuatro caras expuestas, la expresión será:

$$\Delta W \cong 3,5 = \frac{b \cdot d^2}{(b - 2 \cdot \beta_0 \cdot t - 14) \cdot (d - 2 \cdot \beta_0 \cdot t - 14)^2}$$

Uniendo los tanteos a flecha y a fuego podemos predimensionar una pieza a flexión simple con poco esfuerzo y bastante precisión.

Como antes, para obtener una solución hemos de suponer una proporción canto/ancho de la escuadría a usar.

NOTAS

NOTAS

CUADERNO



CATÁLOGO Y PEDIDOS EN
http://www.aq.upm.es/of/jherrera
info@mairea-libros.com

ISBN 978-84-9728-226-0

9 788497 282260